論文　炭素繊維グリッドと乾式吹付け工法を用いた補強における橋脚躯体基部の拘束効果について

宮内 克之*1・下枝 博之*2・小林 朗*3

要旨：道路橋橋脚の曲げ耐力の向上を目的として，躯体基部塑性域にはアンカー筋を設置し，それに続く躯体部には補強による断面増し厚量をできるだけ小さくするために炭素繊維グリッドを配置して，ポリマーセメントモルタルを乾式で吹き付ける補強方法において，CFG の定着長としてグリッド 3 格点とした場合に関して，躯体基部における横拘束筋の拘束効果について検討した。その結果，炭素繊維グリッドの定着長としては 3 格点では不十分であり，躯体基部まで延長することが望ましいこと，さらに定着長が 3 格点の場合には，十分な横拘束筋を配置する必要があることが明らかとなった。

キーワード：炭素繊維グリッド，乾式吹付け，耐震補強，曲げ補強，拘束効果

1. はじめに

既存の鉄筋コンクリート（RC）道路橋橋脚の補強方法として，これまでに炭素繊維グリッド（以下，CFG）と耐久性の良いポリマーセメントモルタル（以下，PCM）の乾式吹付け工法を併用した補強方法の開発を行なってきた[1)]。この工法は，躯体基部塑性域には曲げ耐力の向上を目的としたアンカー筋を設置し，それに続く躯体部には補強による断面増し厚量をできるだけ小さくするために CFG を配置して，PCM を乾式で吹き付ける補強方法（以下，開発工法）である。

これまでの研究により，アンカー筋と CFG との継手設計断面の位置の躯体基部からの距離として 1.0D（D：既存断面の高さ）で十分であること，継手設計断面からの CFG の定着長として，CFG を躯体基部まで延長（7 格点に相当）した試験体においては十分な耐震性能を示すことが明らかになった[1)]。

そこで本論文は，継手設計断面として 1.0D を採用した場合に，継手設計断面からの CFG の定着長として一般的な 3 格点[2)]とした場合と，CFG を躯体基部まで延長（7 格点に相当）する替わりに，躯体基部における横拘束筋の量を高めた試験体に対して，正負交番繰返し載荷試験を行い，CFG を躯体基部まで延長した場合との比較をとおして，横拘束筋の量を高めた場合の有効性および耐震性能について論じたものである。なお，本論文の内容の一部（試験体 N, G1 に関する内容）は，文献 1)で発表済みである。

2. 実験概要

2.1 実験計画

実験計画および柱試験時における既設コンクリート，PCM の圧縮強度を**表－１**，鋼材および CFG の力学的特性を**表－２**に示す。また，試験体の概要および補強の詳細を**図－１**に示す。

試験体 N は，既存の RC 道路橋橋脚を想定したものであり，材料強度の規格値を用いて，2007 年制定土木学会コンクリート標準示方書[3)]に基づいて算定したせん断曲げ耐力比は約 1.2 である。また，道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編[4)]（以下，道路橋示方書）に基づいて計算

表－１　実験計画

試験体	アンカー筋	炭素繊維グリッド		柱脚部横拘束筋（拘束筋の体積比）	CFG の定着長	既設コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)	補強用 PCM 圧縮強度 (N/mm^2)
		曲げ補強	せん断補強				
N	－	－	－	－	－	37.9	－
G1	D16－2 本	CFG-8 間隔：50mm	CFG-8 間隔：50mm	D13-100mm (ρs=0.0056)	7 格点		74.9
G3					3 格点	36.9	57.5
G4				D13-75mm (ρs=0.0069)		35.8	78.3

*1 福山大学　工学部　建築・建設学科　教授　博士（工学）　（正会員）
*2 （株）クリテック・ジャパン　代表取締役
*3 新日鉄マテリアルズ（株）日鉄コンポジット社 社会資本材料事業部　（正会員）

した結果は「曲げ破壊型」と判定される試験体である。

補強試験体 G1, G3, G4 は，試験体 N に対して引張圧縮面に D16 を 2 本，既設の柱面から 33 mm（鉄筋中心位置）離して配置し，アンカー筋として基礎コンクリートに定着した。アンカー筋定着用の削孔は，削孔径 82 mm とし，定着長は 320 mm（20φ，φ：アンカー筋の呼び径）とした。定着には無収縮モルタルを使用した。また，組み立て用鉄筋および配力鉄筋として，引張圧縮面に 1 本，せん断面に 2 本の D16 を配置した。

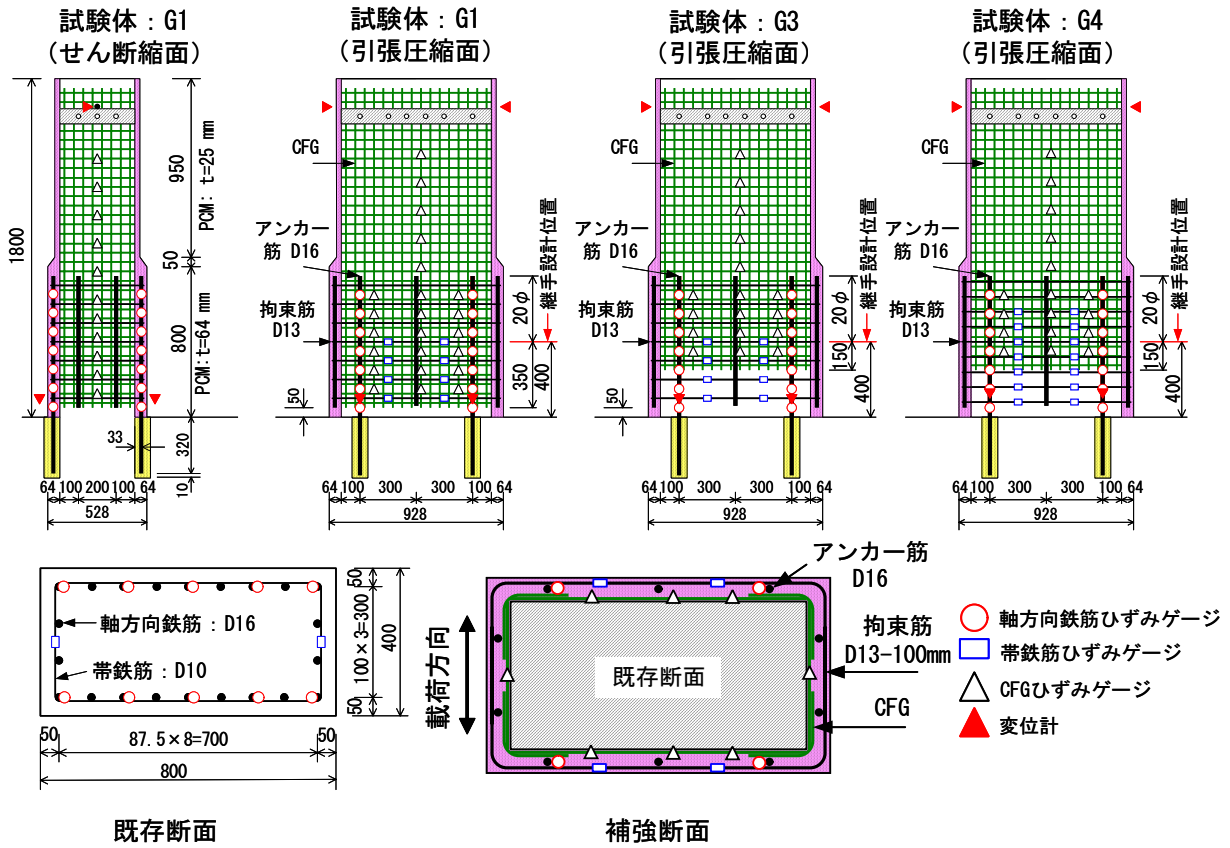
CFG には格子間隔が 50 mm の CFG-8 を使用した。柱の 4 面に平板状の CFG を設置し，コーナー部には平板と同一種の L 形に加工された CFG を配置した。この場合の　補強試験体におけるせん断補強筋の量は，標準示方書[3)] に基づいて計算された耐力比が 2 程度となる量である。

アンカー筋と CFG との継手設計断面の位置までの躯体基部からの距離は，すべて 1.0D とした。試験体 G1 は，CFG を継手設計断面から躯体基部まで延長したものであり，CFG の定着長としては 7 格点に相当する。試験体 G3 においては，継手設計断面からの CFG の定着長は 3 格点である。一方，試験体 G4 においては，継手設計断面からの CFG の定着長は 3 格点とし，道路橋示方書に基づいて算定した横拘束筋の体積比 ρs が，CFG を躯体基部まで延長した場合に関して式(1)により算定した値と同等となるように，横拘束筋として D13 を 75 mm 間隔で配置した。

表－２　鋼材等の力学的特性

試験体	鋼材等の種類	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	弾性係数 (kN/mm^2)
N, G1	D16(SD345)	378	566	201
	D13(SD295A)	348	511	201
	D10(SD295A)	333	502	196
G3	D16(SD345)	377	537	199
	D13(SD295A)	347	518	191
	D10(SD295A)	383	564	194
G4	D16(SD345)	388	585	197
	D13(SD295A)	361	535	201
	D10(SD295A)	369	533	191
G1,G3,G4	CFG-8	－	1,400	100

・CFG の断面積：26.4 mm^2



図－１　試験体の概要および補強の詳細（単位：mm）

$$\rho_s = \frac{4A_h}{s\,d} + \frac{4A_g}{s_g\,d_g} \times \frac{E_g}{E_s} \qquad (1)$$

ここに，ρs：横拘束筋の体積比，A_h, A_g：横拘束筋または CFG の筋 1 本当たりの断面積，s, s_g：横拘束筋または CFG の間隔，d, d_g：横拘束筋または CFG の有効長，E_s, E_g：横拘束筋または CFG の弾性係数。

アンカー筋と CFG との純間隔は, CFG のかぶり厚と同じ 15 mm とした。PCM の吹付け厚さは，CFG のみ設置した部分では CFG のかぶり厚 15 mm を考慮して 25 mm とした。継手部では，アンカー筋のかぶり厚を 10 mm とし，PCM の吹付け厚さを 64 mm とした。

なお，試験体 N, G1 に関する詳細およびアンカー筋と CFG との継手に関する基本的な考え方については，文献 1)を参照されたい。

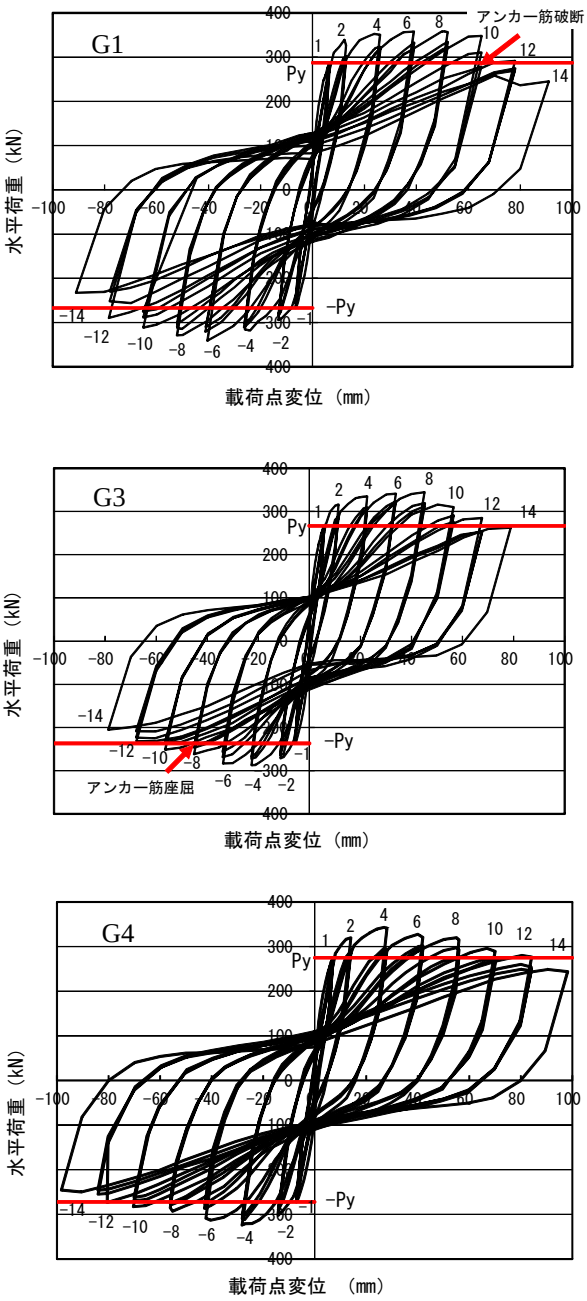
2.2 実験方法

実験は試験体上端をピン機構とした状態で，建研式加力装置を用いて行なった。既存断面の最外縁軸方向鉄筋が降伏ひずみに達したときの載荷点変位（実際には，躯体基部から 1,660 mm の位置における水平変位。以後，便宜上載荷点変位と呼ぶ。）δy を基準として，±1δy, ±2δy, ±4δy, ±6δy, ±8δy, ・・・と変位制御方式で正負交番繰返し載荷を行った。同一変位での繰返し回数は原則として 3 回とした。軸方向圧縮力として，一定値 640 kN を載荷した。軸方向圧縮応力度は，既存断面に対して σ=2.0 N/mm^2 に相当する。水平加力に伴う軸方向圧縮力の変動は, ±5 %の範囲に収まるように随時調整した。

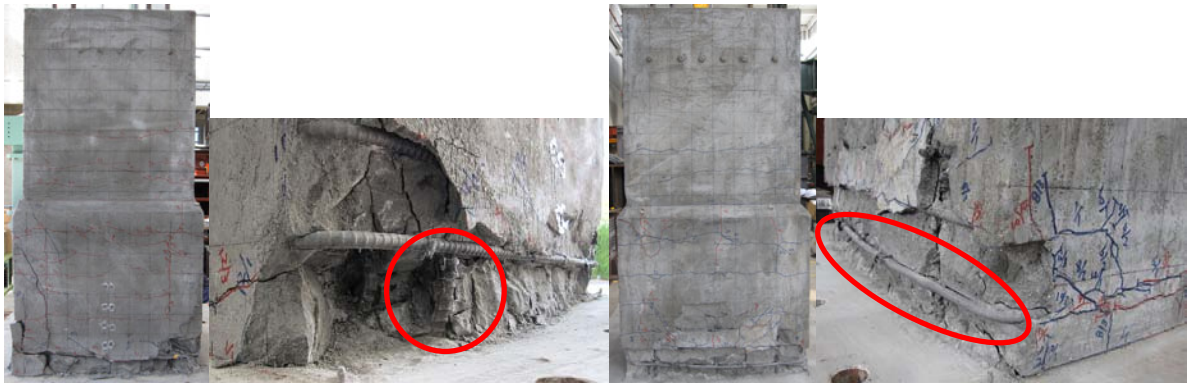
3. 実験結果および考察

3.1 破壊状況

図－３に荷重～変位関係を示す。なお，図中の数字は繰返し載荷変位（×δy）を表す。**写真－１**に実験終了後における試験体の破壊の様子を示す。試験体 N, G1 の破壊状況に関しては文献 1)に詳細に記述されているため，ここでは概要のみを示す。



図－３ 荷重～変位関係



(a) G3：引張圧縮面　(b) G3：アンカー筋の座屈　(c) G4：引張圧縮面　(d) G4：横拘束筋のはらみ出し

写真－１ 破壊の様子（実験終了後）

(1) 無補強試験体：N

±6δy の載荷時になると圧縮側コンクリートの圧縮破壊が進行し，−6δy の 3 回目載荷時に圧縮側の軸方向鉄筋が大きく座屈するとともに，基礎から 400 mm の範囲のかぶりコンクリートが剥落して荷重が低下し終局に至った。

(2) 補強試験体：G1：CFG の定着長 7 格点

±6δy の載荷になると，アンカー筋の抜出しに伴う躯体基部の曲げひび割れ幅が拡大した。±8δy の載荷時には圧縮側アンカー筋の座屈が確認された。＋10δy の 3 回目載荷時には引張側アンカー筋一本の破断が確認された。その後，±12δy の載荷時にかけて残りのアンカー筋が順次破断した。＋14δy の 1 回目載荷時に，圧縮側継手部かぶり PCM が大きく剥落して終局に至った。アンカー筋の座屈範囲は約 150 mm であった。

(3) 補強試験体：G3：CFG の定着長 3 格点

−8δy の 3 回目の載荷時に圧縮側アンカー筋の座屈が確認された。＋12δy の 1 回目の載荷時に，引張面の柱基部から約 100 mm の範囲のかぶり PCM がほとんど剥落した。±14δy の 1 回目の載荷時になると，柱基部の PCM が全体的に剥落し，荷重が低下した。

(4) 補強試験体：G4：横拘束筋の体積比が大

±δy の初回の載荷時に引張面のアンカー筋上端部付近に水平方向のひび割れが入った。±6δy の載荷にかけて，G3 に比べて全体的にひび割れの発生が多いようである。8δy〜10δy の載荷時には，アンカー筋に沿ったひび割れが発生した。また，＋12δy の 2 回目載荷時には，圧縮側の下から 400 mm の範囲で PCM のはらみ出しが観察された。±14δy の 1 回目の載荷が終了するまで，アンカー筋の座屈や破断は観察されなかった。試験後の目視では，横拘束筋のはらみ出し（**写真－1 (d)**）とアンカー筋の座屈を思わせる多少の変形が確認された。

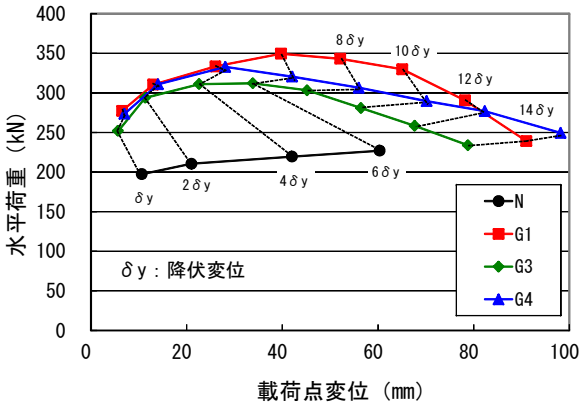
3.2 耐震性の検討

表－3 に実験結果および各試験体のじん性率を示す。終局変位は，荷重〜変位関係の包絡線において，荷重が降伏荷重を下回らない最大変位とした。また，**図－4** に荷重〜変位関係の包絡線の比較を示す。

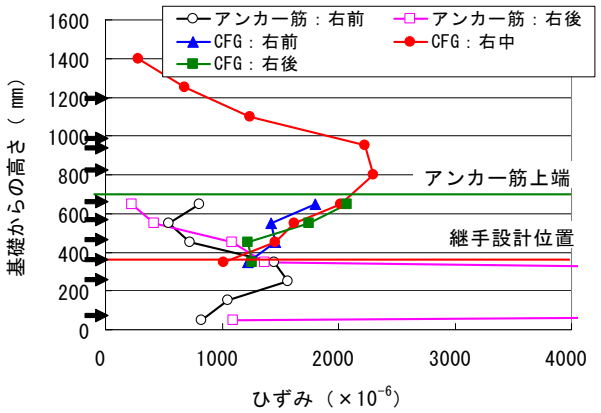
CFG を基礎から 50 mm の位置まで延長した試験体 G1 においては，8δy を過ぎるまで荷重がほとんど低下することはなかった。これに対して，CFG の定着長を 3 格点とした試験体 G3 においては，6δy 以降荷重が次第に低下した。一方，横拘束筋の体積比が G1 と同等の試験体 G4 においては，6δy 以降荷重が次第に低下したものの，12δy においても降伏荷重を維持した。これらのことより，横拘束筋の体積比を高めることは，CFG を基礎付近まで延長した場合と同様に，開発工法によって補強され

表－3 実験結果一覧表

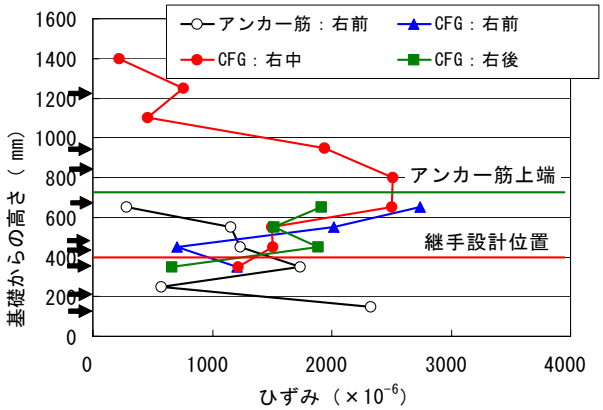
試験体	降伏荷重 P_y (kN)	降伏変位 δ_y (mm)	最大荷重 P_{max} (kN)	終局変位 δ_u (mm)	じん性率 μ
N	197	10.6	227	60.4	5.7
G1	277	6.5	349	81.5	12.5
G3	252	5.7	312	70.9	12.5
G4	273	7.0	333	85.6	12.2



図－4 包絡線の比較



(a) G3：6δy



(b) G4：6δy

図－5 継手部におけるアンカー筋と CFG のひずみ分布
（→：曲げひび割れ発生位置）

た試験体のじん性を高めるのに，ある程度効果的であるものと考えられる。

3.3 継手性能の検討

図－５に試験体 G3, G4 に関して 6δy の 1 回目正載荷時の引張側継手部におけるアンカー筋と CFG のひずみの分布を示す。

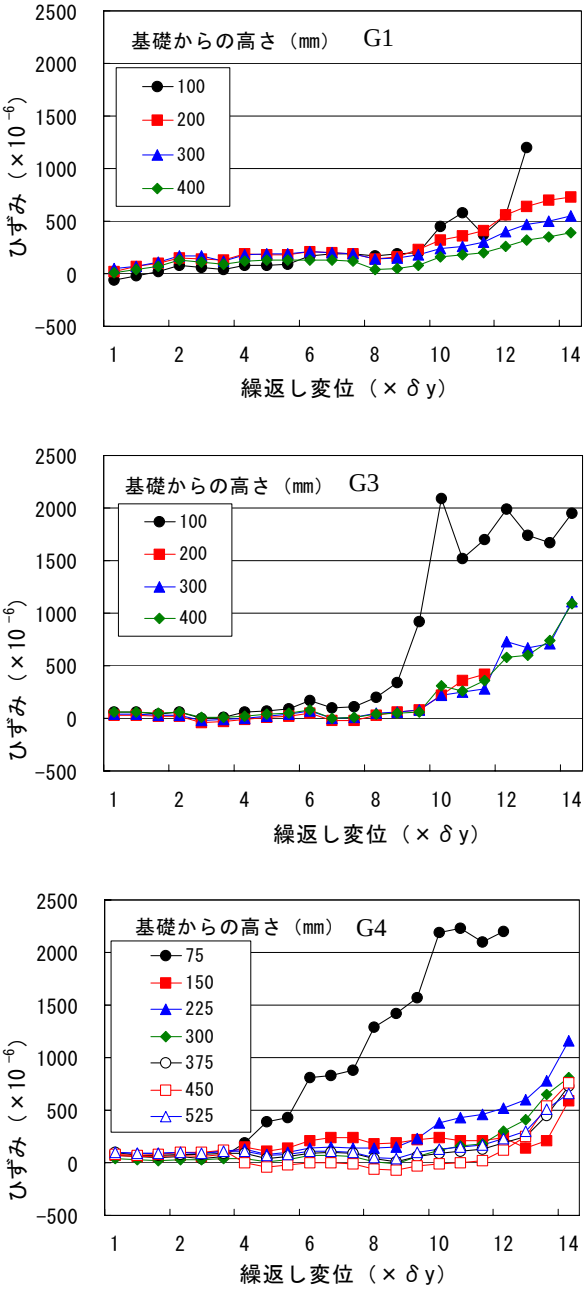
CFG の定着長を 3 格点とした試験体 G3 では，6δy で既に CFG とアンカー筋のひずみの一体性が失われつつあることがわかる。これらのことから，CFG の定着長としては，3 格点では必ずしも十分とはいえないことがわかる。一方，柱基部における横拘束筋の体積比を高めた試験体 G4 でも，6δy において既に継手区間内におけるアンカー筋と CFG のひずみは一体性が失われつつある。これは早い段階において，アンカー筋の上端にひび割れが発生したことによるものと考えられる。

3.4 躯体基部における横拘束筋の体積比の影響

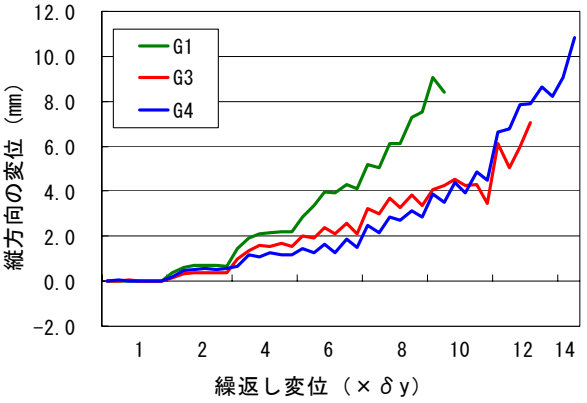
図－６に，負載荷時の圧縮側における横拘束筋のひずみの推移を示す。試験体 G1 においては，8δy の載荷時まで横拘束筋のひずみはほとんど増大しなかった。10δy になると基礎から 100 mm の位置の横拘束筋のひずみが増大し始めた。この時期は，アンカー筋の座屈が確認された時期とほぼ一致する。試験体 G3 においては，8δy の 3 回目負載荷時に基礎から 100 mm の位置における横拘束筋のひずみが急激に増加し始めたことがわかる。この時期はアンカー筋の座屈が確認された時期と一致している。このことからも，CFG の定着長としては，3 格点では必ずしも十分とはいえないことがわかる。躯体基部まで CFG を延長した場合と同等の横拘束筋を配置した試験体 G4 においては，4δy の載荷時に基礎から 75 mm の位置における横拘束筋のひずみの増大が確認された。これは，主に破壊が柱基部に集中したためと考えられる。この段階で横拘束筋がはらみ出したことが推察されるが，実験中はアンカー筋の座屈を確認することはできなかった。実験終了後の観察では，アンカー筋の多少のはらみ出しが確認された。

図－７に水平変位がゼロのときの試験体の縦方向の変位（基礎から 100 mm の位置と基礎との間の変位の測定値の平均値）の推移を示す。CFG を基礎まで延長した試験体 G1 においては，試験体 G3, G4 と比較して早い時期から縦方向の変位が増大している。このことは，CFG を基礎まで延長することによって，コアコンクリートを含む拘束効果が増大し，継手部分におけるコアコンクリートと PCM のはらみ出し(緩み)が拘束されることにより，結果として強制変位に伴い既存軸方向鉄筋およびアンカー筋の伸びが大きくなったことによるものと考えられる。

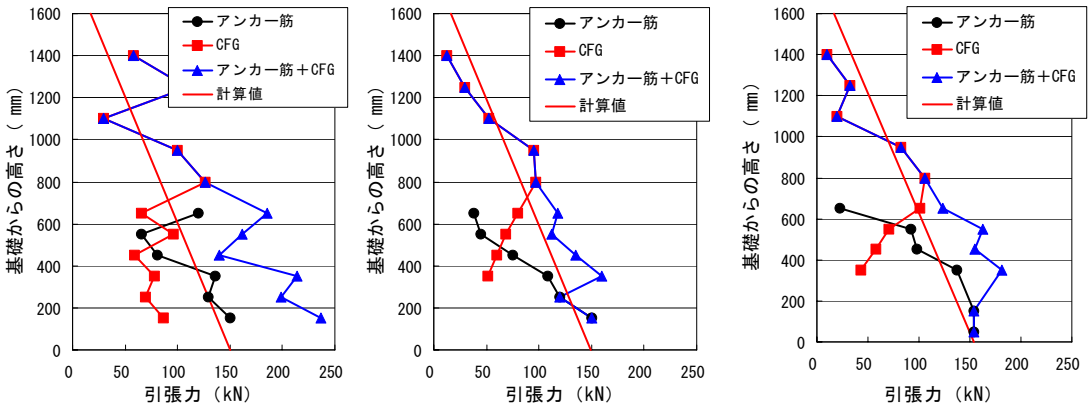
図－８は，アンカー筋と CFG のそれぞれに作用する引張力とその合力の分布を，各試験体のほぼ最大荷重時に



図－６ 横拘束筋のひずみの推移（負載荷時圧縮側）



図－７ 変位ゼロ時点における縦方向の変位



(a) G1　　(b) G3　　(c) G4

図－８ 補強筋の負担力の分布（6δy 1回目正載荷ピーク時）

相当する6δyの1回目正載荷のピーク時について示したものである。それぞれに作用する引張力は，アンカー筋とCFGに貼り付けたひずみゲージの値から求めた。また計算値は，アンカー筋の実降伏強度を用いて算定した値が，基礎から水平荷重作用位置まで直線分布するものと仮定した値を示している。CFGを基礎まで延長した試験体G1およびCFGの定着長を3格点としながらも継手部における拘束筋の量を高めた試験体G4においては，6δyにおいても継手の設計断面である基礎から400 mmの位置において，アンカー筋が十分な引張力を負担しており，アンカー筋とCFGとの継手部分において力の受け渡しが十分に機能している様子が伺われる。一方，CFGの定着長を3格点とした試験体G3においては，アンカー筋が十分な引張力を負担できておらず，6δyにおいてはアンカー筋とCFGとの継手部分において力の受け渡しが必ずしも十分に機能していないことが推測される。

4. まとめ

曲げ耐力の向上を目的としてアンカー筋とCFGを配置し，ポリマーセメントモルタルを乾式で吹き付ける補強方法において，CFGの定着長として一般的な3格点とした場合と，CFGを躯体基部まで延長する替わりに，躯体基部における横拘束筋の量を高めた場合の有効性および耐震性能について検討した。その結果，以下のことが明らかとなった。

(1) アンカー筋とCFGとの継手設計断面からのCFGの定着長としては，3格点では必ずしも十分とはいえない。
(2) CFGの定着長を3格点とした場合には，継手部における横拘束筋の体積比を増やすことは，ある程度効果が期待できる。
(3) CFGを基礎近くまで延長して十分な定着長を確保することが耐震補強の面からは望ましい。

参考文献

1) 宮内 克之，秋田 政人，下枝 博之：炭素繊維グリッドと乾式吹付け工法を用いた既存RC橋脚の曲げ耐力向上型補強，コンクリート工学年次論文集，Vol.32, No.2, pp.1369-1374, 2010.7
2) FRPグリッド工法研究会：FRPグリッド増厚・巻立て工法によるコンクリート構造物の補修・補強　設計・施工マニュアル（案），2001.4
3)（社）土木学会：2007年制定コンクリート標準示方書［設計編］，2007
4)（社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002.3